Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 87 (1995)
Heft: 10

Artikel: Behandlung des Untergrundes an der Staumauer Panix
Autor: Ewert, Friedrich-Karl
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-940437

Nutzungsbedingungen
Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Mehr erfahren

Conditions d'utilisation
L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. En savoir plus

Terms of use
The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. Find out more

Download PDF: 10.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, https://www.e-periodica.ch

Behandlung des Untergrundes an der Staumauer Panix

Friedrich-Karl Ewert

Zusammenfassung

Durchlässigkeitsuntersuchungen, die hydrogeologischen Gegebenheiten und die Beschaffenheit der Bohrkerne erlaubten den Schluss, dass die Verkarstung des den Untergrund der Panix-Mauer aufbauenden Kalksteines noch gering ist und dass der Untergrund eine «dichte Grundmasse» bildet, in der nur wenige kleine Karstkanäle vorkommen. Für die Herstellung eines Dichtungsschleiers sind dies äusserst ungünstige Voraussetzungen. Das Behandlungskonzept wurde deshalb geändert: Weiträumige Konsolidierungsinjektionen wurden durch engständige Kontaktinjektionen ersetzt; auf einen Dichtungsschleier wurde verzichtet; mit zusätzlichen Kontrolluntersuchungen wurde das positive Urteil über die praktische Dichtigkeit bestätigt, von zwei Probeinjektionsfeldern durchörterte eines dichten Fels, das andere fand einige Karstkanäle, die abgedichtet wurden. Das Ergebnis des Einstaues bestätigte mit geringen Sickerverlusten und dem gewünschten Abbau des Auftriebsdruckes das geänderte Konzept, mit dem erhebliche Einsparungen möglich wurden.

Summary: Subsoil treatment of the Panix dam

Permeability investigations, hydrogeological features and the state of the cores samples allowed the conclusion that the limestone forming the subsoil of the Panix concrete gravity is still in an early stage: the subsoil forms a tight matrix with only a few small karstic conduits. Thus, the presupposition for the installation of a grout curtain was very unfavourable. Consequently, the original concept was changed: the wide spaced consolidation grouting was replaced by a tight contact grouting, curtain grouting was renounced, additional control drillings confirmed the positive appraisal on the practical imperviousness, one of two local test grouting fields certified this state while the other encountered a few karst channels which could be sealed. The first impoundment proved this economic concept favourable: the seepage losses are negligible and the reduction of the uplift meets the requirements.

Resumen: Compactatión del subsuelo de la presa de Panix

Investigaciones sobre la permeabilidad, hechos hidrogeologicos y el buen estado de las muestras obtenidas con los sondeos permitieron concluir que la carstificación de la caliza que forma el subsuelo de la presa de Panix todavía es muy inicial: el subsuelo consiste en una roca practicamente impermeable que incluye sólo pocos conductos pequeños, hecho que significa condiciones desfavorables

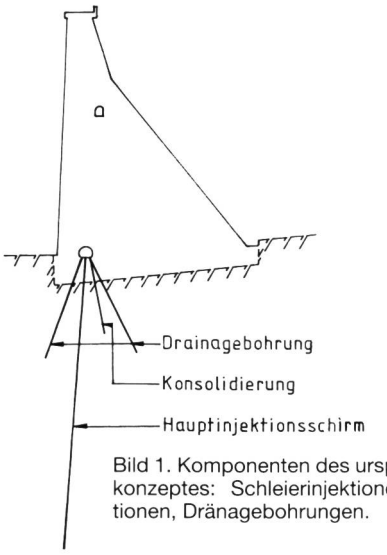


Bild 1. Komponenten des ursprünglichen Behandlungskonzeptes: Schleierinjektionen, Konsolidierungsinjektionen, Dränagebohrungen.

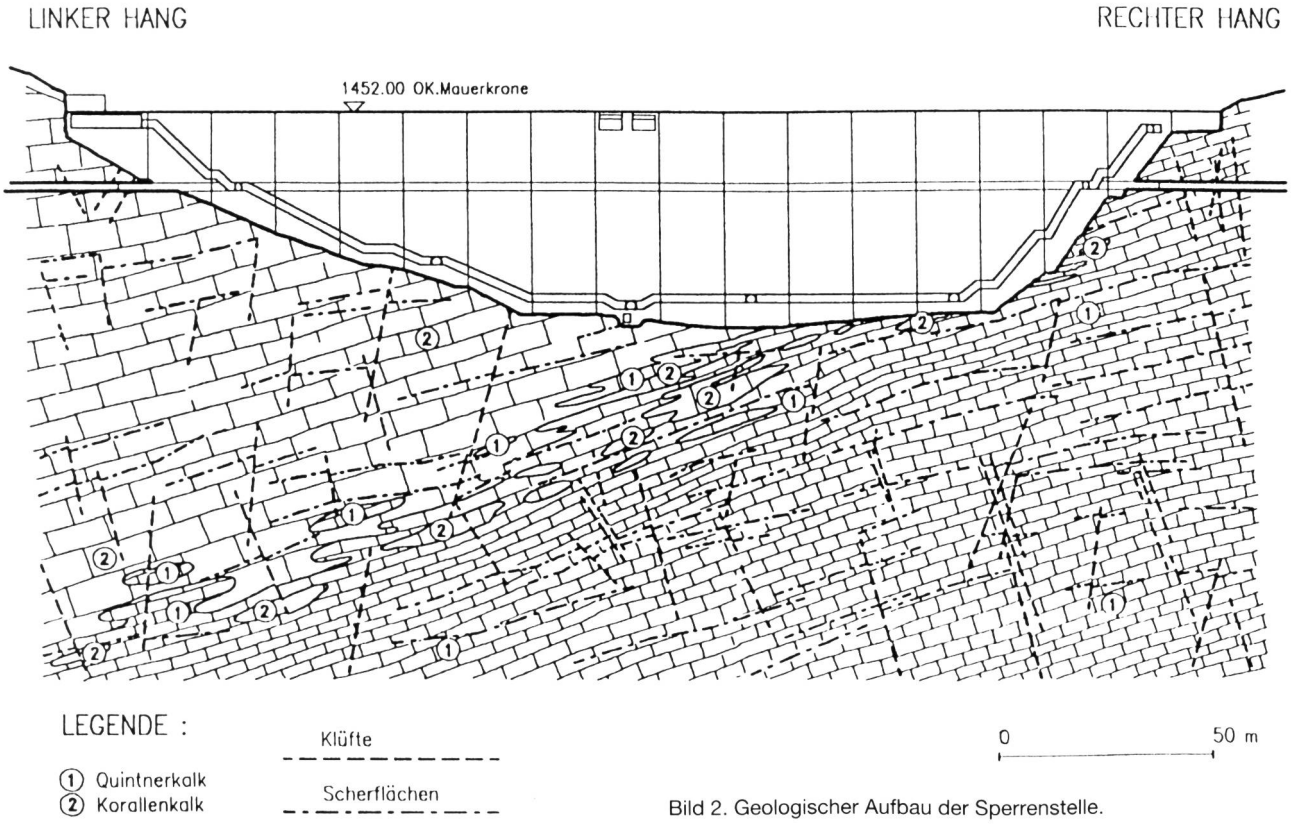


Bild 2. Geologischer Aufbau der Sperrenstelle.

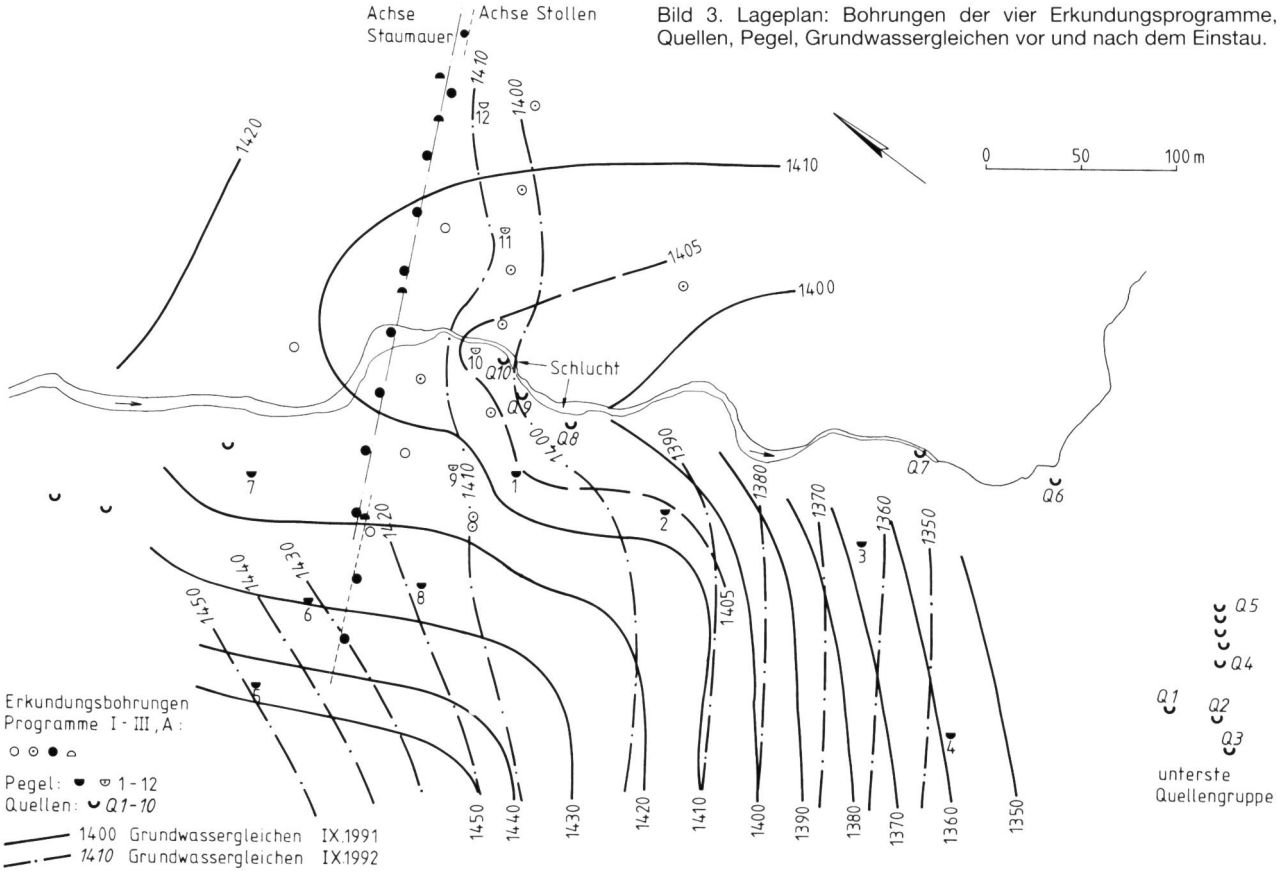


Bild 3. Lageplan: Bohrungen der vier Erkundungsprogramme, Quellen, Pegel, Grundwassergleichen vor und nach dem Einstau.

para la instalación de una pantalla de inyecciones. Como consequencia, se modificó el concepto para el tratamiento del subsuelo: en vez de inyecciones de consolidación con un espacio amplio se llevaron a cabo inyecciones de contacto con espacio estrecho, se renunció a la pantalla de inyecciones, se realizaron investigaciones adicionales acerca de la permeabilidad que confirmaron el dictamen positivo obtenido antes y se ejecutaron en dos secciones diferentes inyecciones de prueba que en una sección encontraron roca impermeable mientras en la otra localizaron algunos conductos carsticos que fueron inyectados. Al llenar el embalse se manifestaron perdidas de agua pequeñas mientras la supresión se disminuye en la forma deseada, así confirmando el éxito del concepto modificado que hizó posible ahorros considerables.

1. Einleitung

Die ursprüngliche Planung hatte vorgesehen, den aus Kalkstein mit möglicher Verkarstung bestehenden Untergrund mit einem Injektionsschirm abzudichten und die Tragfähigkeit des Untergrundes mittels Konsolidierungsinjektionen zu verbessern, ausserdem sollte ein Schirm von Dränagebohrungen eingerichtet werden. In der Anfangsphase der Verpressarbeiten entwickelten sich Zweifel an der Zweckmässigkeit des Behandlungskonzeptes; sie führten dazu, dass es überarbeitet und dabei modifiziert wurde. Dieser Beitrag behandelt auf der Grundlage der geologischen Gegebenheiten die Entwicklung des Behandlungskonzeptes sowie seine Ausführung und Ergebnisse.

Die Komponenten des ursprünglichen Konzeptes sind in Bild 1 dargestellt:

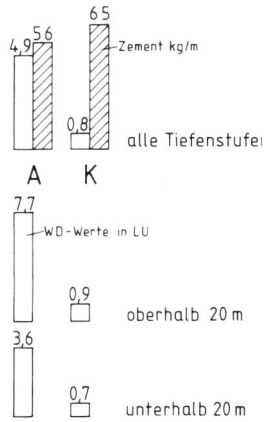
- Für die Konsolidierungsinjektionen waren zwei Bohrlochreihen vorgesehen, die beiderseits des Hauptinjektionsschirmes angeordnet werden sollten. Die Verpressbohrungen der wasserseitigen Reihe sollten 15 m, die der luftseitigen Bohrreihe 10 m tief sein, es waren Bohrlochabstände von 8 bzw. 4 m vorgesehen.
- Für den Hauptinjektionsschirm wurde zunächst ein Bohrlochabstand von 2 m vorgesehen. Er sollte 65 m in den linken Hang bzw. 130 m in den rechten Hang hineinreichen. Die Tiefe des Schirmes sollte in Talmitte ca. 55 m und unter beiden Hängen ca. 30 m betragen.
- Die Dränagebohrungen sollten im Abstand von 4 m abgeteuft werden und eine Tiefe von 15 m erhalten.

Die geotechnische und geohydraulische Bewertung aller Untersuchungsergebnisse liess es geraten erscheinen, sowohl auf die Konsolidierung als auch auf den Dichtungsschirm zu verzichten. Statt dessen wurden längs einer Linie kurze Kontaktinjektionen ausgeführt und die Erkundung der Untergrunddurchlässigkeit erweitert. Dabei wurde ein örtlich begrenzter Bereich identifiziert, der wegen einer leichten Verkarstung einige geringdurchlässige Zonen besass. Er wurde mittels weniger Injektionen gezielt abgedichtet. Der Einstau bestätigte die Richtigkeit des geänderten Konzeptes: die Sickerwasserverluste sind gering, der Auftriebsdruck wird schneller abgebaut als erforderlich.

Das Beispiel dieser Untergrundbehandlung ist aus methodischen Gründen berichtenswert: Statt den Untergrund schematisch abzudichten, wurde in einem schwach verkarsteten Kalkstein der gelungene Versuch unternommen, ein angepasstes und kostensparendes Konzept zu entwickeln und zu realisieren.

2. Gesteinsarten und Trennflächen

An der Sperrenstelle wird der Untergrund vom «Korallenkalk» (links) und vom «Quintnerkalk» (rechts) aufgebaut; beide Einheiten sind mit ca. 30° nach ENE, also zur linken Flanke hin, geneigt (Bild 2). Als wichtigste Trennflächentypen wurden festgestellt:



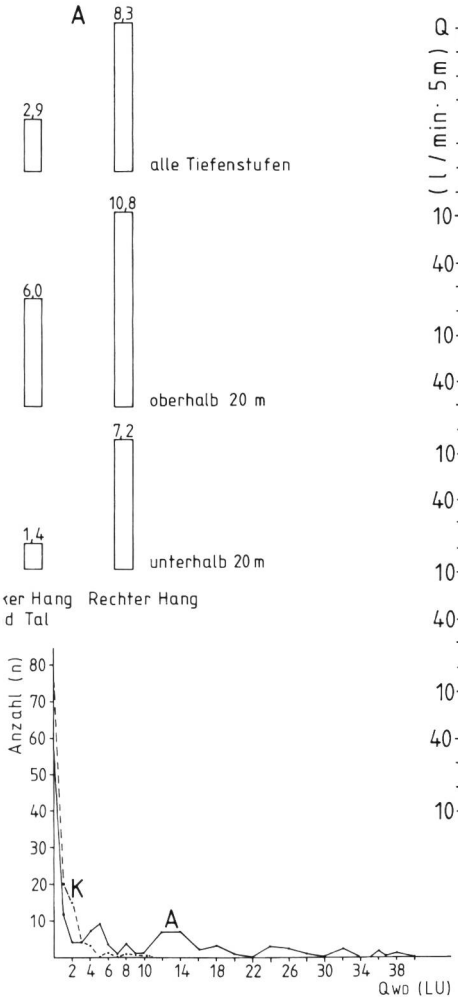
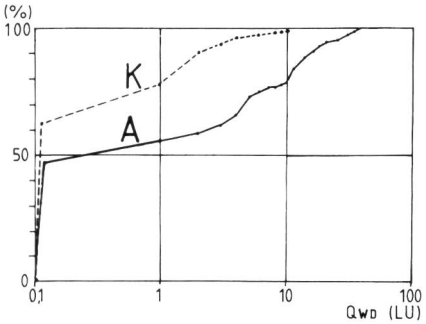


Bild 4. Ergebnisse der WD-Versuche und Probeinjektionen der Serien A und K. Oben: Mittelwerte; unten: absolute und relative Häufigkeitsverteilungen; rechts: differenzierte Auswertung der Serie A für Tiefenstufen oberhalb bzw. unterhalb 20 m sowie für den linken Hang und die Talsohle einerseits bzw. den rechten Hang andererseits.



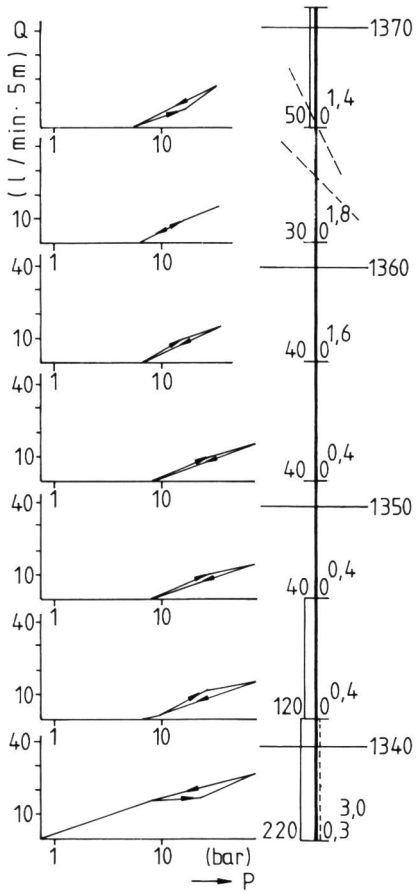


Bild 5. Beispiele für Gebirgsaufreissen im *P/Q*-Diagramm von WD-Versuchen aus der Bohrung A-7.

Tabelle 1. WD-Werte in LU (l/min · m · 10 bar) aus den Programmen I – III; III/3 – 3 ausgewählte Bohrungen aus dem Programm III.

Programm	I	II	III	III/3
Firma	A	B	A	A
ausgeführt in	1963	1978	1983	1983
Anzahl Bohrungen	10	8	11	3 von 11
maximale Teufe	100	34	100	100
Anzahl WD-Versuche	91	32	91	25
alle Tiefenstufen				
Q_{WD}-Mittelwert	1,3	8,4	9,0	2,03
Q_{WD}-Maxima/Minima	19,0-0	>40,0-0	>40,0-0	20,0-0
unterhalb 20 m				
Q_{WD}-Mittelwert	0,41	3,1	6,4	0,9
Q_{WD}-Maxima/Minima	4,0-0	12,0-0	>30,0-0	10,0-0

Tabelle 2. WD-Werte in LU (l/min · m · 10 bar) aus der A- und K-Serie (A – Talsohle und beide Hänge; A_{L+T} – linker Hang und Talsohle, A_R – rechter Hang).

Programm	A	A_{L+T}	A_R	K
Firma	B	B	B	B
ausgeführt in	1987	1987	1987	1990
Anzahl Bohrungen	11	7	4	9
maximale Teufe	80	80	80	80
alle Tiefenstufen				
Anzahl WD-Versuche	140	86	52	134
Q_{WD}-Mittelwert	4,9	2,9	8,3	0,8
Q_{WD}-Maxima/Minima	32,0-0	18,6-0	32,0-0	9,8-0
oberhalb 20 m				
Anzahl WD-Versuche	46	30	16	44
Q_{WD}-Mittelwert	7,7	6,0	10,8	0,9
Q_{WD}-Maxima/Minima	18,6-0	18,6-0	37,0-0	8,1-0
unterhalb 20 m				
Anzahl WD-Versuche	94	56	36	90
Q_{WD}-Mittelwerte	3,6	1,4	7,2	2,6
Q_{WD},-Maxima/Minima	16,4-0	15,2-0	31,0-0	7,1-0

- zwei diagonal zur Mauerachse verlaufende, spitzwinklig zueinander stehende Scharen von steilen Zugklüften;
- schleifend bis parallel zur Mauerachse angeordnete und flach zur Luftseite geneigte, oft verlehmte Scherflächen, bereichsweise mit kleinen Anlösungsstrukturen; und eine
- geotechnisch minder bedeutsame Schieferung.

3. Durchlässigkeit des Untergrundes, hydrogeologische Gegebenheiten

Die Durchlässigkeit wird traditionell mit den Wasserdruck-(WD-)Versuchen nach *Lugeon* erkundet [1, 2]: Während grosse WD-Werte (>30 l/min·m·10 bar bzw. >30 LU) ein durchlässiges Gebirge anzeigen *können*, aber nicht notwendigerweise *müssen*, dürfen kleine WD-Werte (<5 LU) als sicheres Indiz für (fast) dichte bis nur geringdurchlässige Gebirge gelten. Mit grösser werdenden WD-Werten wird die Beurteilung der Gebirgsdurchlässigkeit ungenauer, so dass man auch andere hydrogeologische Beurteilungskriterien heranziehen muss. Im vorliegenden Fall war anzunehmen, dass der Kalkstein eine dichte bis geringdurchlässige «Grundmasse» haben würde, in der nur selten wasserwegsame Zonen vorkommen.

Wasserdruck-(WD-)Versuche

Für die Ermittlung der Durchlässigkeit wurden zwischen 1963 und 1987 in vier Programmen 40 Bohrungen abgeteuft, in ihnen wurden 352 WD-Versuche ausgeführt. Die Bohrpunkte sind in Bild 3, die zusammengefassten Ergebnisse in den Tabellen 1 und 2 zusammengestellt. Die ersten drei Programme werden mit I bis III bezeichnet; das vierte

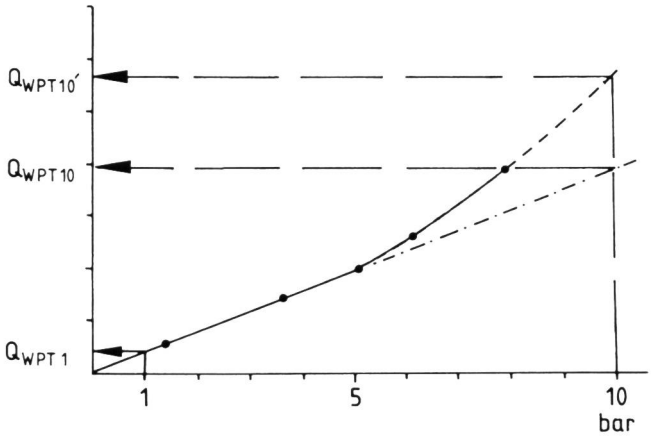


Bild 6. Vorgeschlagene Referenzdrücke für WD-Versuche und Ableitung der WD-Werte.

Programm wurde zu Beginn der Injektionsarbeiten als Serie A ausgeführt und umfasst 11 Kernbohrungen (A1 bis 11). Die kennzeichnenden Mittelwerte der Wasseraufnahmen (in LU) unterscheiden sich deutlich voneinander, obwohl alle Bohrungen im selben Bereich abgeteuft worden sind. Dies ist methodisch interessant, denn die Programme wurden nacheinander und von zwei Firmen ausgeführt. Beim Vergleich der in den Tabellen 1 und 2 aufgelisteten und in Bild 4 dargestellten Werte gewinnt man den Eindruck, es lägen unterschiedliche Gebirgstypen vor (Bild 4a: Mittelwerte für die WD-Werte der Serien A und K, Bild 4b: dazu relative und absolute Häufigkeitsverteilungen, Bild 4c: differenzierte Auswertung der WD-Werte der Serie A). Dies passt nicht zum Fels, der im Aufschluss und in den Bohrkernen gleichmässig als überwiegend dichter Kalkstein mit nur sehr wenigen engen Wasserwegen erscheint.

Bei solchen Unterschieden liegt immer die Vermutung nahe, sie könnten durch eine mangelhafte Ausführung, Auswertung oder Interpretation der Versuche zustande gekommen sein. Schliesslich treten Fehler bei WD-Versuchen nicht selten auf, beispielsweise als Folge von Packerumläufigkeiten oder durch Gebirgsaufreissen. Wenn die Detaildaten verfügbar sind, kann man die WD-Versuche mit einer neuen Auswertung überprüfen: die *P/Q*-Diagramme lassen die kritischen Drücke erkennen, bei denen sich latente Trennflächen öffnen. Dies konnte hier für die Versuche des vierten Programmes (Serie A) durchgeführt werden. Die in Tabelle 2 aufgeführten Werte der A-Serie entstammen der korrigierten Auswertung. Bei der Korrektur wurden wiederholt Aufreisserscheinungen identifiziert. Bild 5 zeigt dies am Beispiel eines Ausschnittes aus der Bohrung A 7: In 6 aufeinanderfolgenden Verpressabschnitten kam es bei ziemlich gleich grossen Drücken zwischen 10 und 14 bar zum Gebirgsaufreissen.

Bei der Beurteilung der Durchlässigkeit muss die Durchlässigkeitsänderung infolge der Aufweitung bestehender Klüfte und des Aufbrechens latenter Trennflächen berücksichtigt werden. Würde man in den in Bild 5 dargestellten Diagrammen die WD-Werte nach dem Referenzdruck für die *Lugeon*-Einheit von 10 bar festlegen, käme man zur Vorstellung eines durchlässigeren Gebirges. Um diesen verfälschenden Einfluss auszuschalten, wird die Durchlässigkeit gemäss Bild 6 auf der Grundlage der WD-Werte der 1-bar-Druckstufe, die linear auf den Druck von 10 bar extrapoliert werden, ermittelt; dieses Verfahren ist in [5] begründet.

Auf der Grundlage der WD-Versuche war die Gebirgsdurchlässigkeit wie folgt zu beschreiben (Tabellen 1 und 2, Bild 4a-c):

- Während die Programme II und III mit ihren Mittelwerten von 8,4 bzw. 9,0 LU deutlich vom Erscheinungsbild der Bohrkerne abweichen und vermutlich besonders durch Ausführungs-, Auswertungs- oder Interpretationsfehler beeinträchtigt worden sind, stimmten die Programme I, III/3 und A_{korr} am besten mit dem dichten Zustand der Bohrkerne überein. Es wurde folglich angenommen, dass die mittlere Gebirgsdurchlässigkeit durch WD-Werte der Grössenordnung von 1 bis 5 LU gekennzeichnet wird. Diese Werte wurden später von den Kontrollbohrungen der K-Serie (0,9 LU; Kapitel 6.2) bestätigt.
- Im Durchschnitt nimmt die Durchlässigkeit zur Tiefe hin ab, denn die Mittelwerte für die Zone unterhalb des 20 m tiefen oberflächenparallelen Saumes betragen in den Programmen I und III/3 0,4 LU bzw. 0,9 LU. Die differenzierte Auswertung ergab für die Gruppe A_{korr} für alle WD-Versuche 4,9 LU, aus den Versuchen oberhalb von 20 m resultierte ein Mittelwert von 7,7 LU, aus jenen unterhalb von 20 m dagegen 3,6 LU.
- Die Mittelwerte wurden allerdings nicht als repräsentativ für die Verteilung der Gebirgsdurchlässigkeit angesehen, denn, wie bereits erläutert, ist eine ungleichförmige Streuung der Einzelwerte typisch für verkarsteten Kalkstein. Die relative und absolute Häufigkeitsverteilung der WD-Versuche der Serien A und K demonstriert, dass diese Mittelwerte nur durch einige grössere WD-Werte zustande kommen, während der grösste Teil der Versuche nur sehr kleine Werte ergab. Damit wurde die Erwartung bestätigt, dass dieser Kalkstein eine «dichte Grundmasse» bildet, in der nur selten wasserwegsame Zonen auftreten.
- Die differenzierte Auswertung der WD-Versuche der vierten Gruppe zeigte ausserdem, dass der Kalkstein unter dem linken Hang und der Talsohle eine deutlich geringere Durchlässigkeit hat als unter dem rechten Hang: Es ergaben sich Mittelwerte von 2,9 LU bzw. 8,3 LU. Ausserdem ergab die differenzierte Auswertung, dass die Durchlässigkeit unter dem linken Hang und der Talsohle zur Tiefe hin gleichfalls abnimmt, denn für die Zone oberhalb 20 m beträgt der mittlere WD-Wert 6,0 LU, für das Gebirge darunter 1,4 LU; im Gegensatz dazu nimmt die Durchlässigkeit unter dem rechten Hang kaum ab, denn die entsprechenden Mittelwerte betragen 10,8 bzw. 7,2 LU.

Bezüglich der Durchlässigkeitsverteilung ist anzumerken,

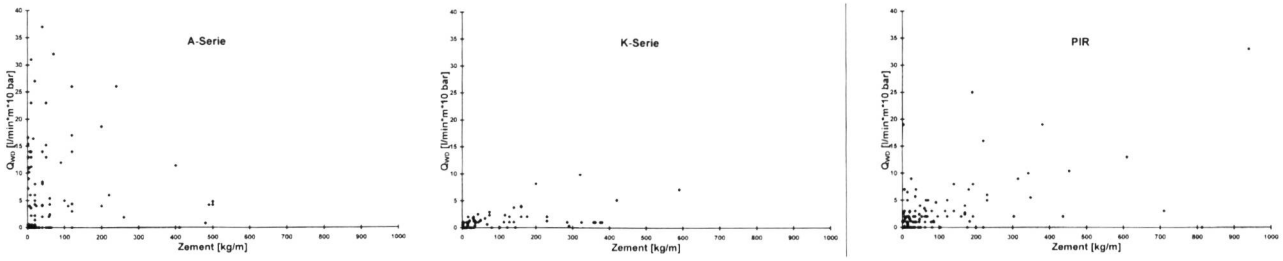


Bild 7. Verpressfähigkeit des Kalksteins in Panix: Beziehungen zwischen den Wasser- und Zementaufnahmen bei den Serien A und K und im rechten Probeinjektionsfeld (PIR).

dass sich die Mittelwerte für die einzelnen Bereiche zwar unterscheiden, dass diese Unterschiede aber auch nicht überbewertet werden dürfen, schliesslich gehören sie alle zur gleichen Durchlässigkeitsklasse. Die Unterschiede werden deshalb so bewertet, dass sie lediglich gewisse Tendenzen kennzeichnen.

Karstquellen

Im Beckenbereich befand sich eine Gruppe mit drei Quellen, luftseitig der Mauer gibt es mehrere Gruppen mit jeweils vielen Einzelquellen (Bild 3). Deren obere Gruppe besteht aus drei Quellen (Q8, Q9, Q10); sie liegen 45 bis 80 m luftseitig der Staumauer zwischen den Koten 1408 und 1404 m ü. M. in einer mehrere Meter eingeschnittenen Schlucht. Die unterste Gruppe (Q1 – Q5) befindet sich ca. 450 m talabwärts der Mauer auf der Kote ca. 1330 m. Ihre Schüttungen unterlagen immer sehr starken Schwankungen (Extreme: >100 bzw. 0 l/s), generell schütten die Quellen im Winter nicht. Sie werden unmittelbar von den Niederschlägen gespeist, ein tiefgelegener Grundwasserkörper, dessen Wasservorrat im Winter nicht friert, steht nicht zur Verfügung.

Mit Färbeversuchen wurden hydraulische Verbindungen zwischen dem Stauraum und den talabwärts gelegenen Quellen nachgewiesen. Sie hatten als Beispiele zu gelten, weitere Verbindungen waren anzunehmen. Die räumliche Anordnung der Wasserwege blieb völlig unklar. Es war zu folgern, dass es zwischen dem zu überstauenden Bereich und den luftwasserseitigen Talabschnitten Wasserwegsamkeiten gibt.

Grundwasserregime

Unter der rechten Hangschulter war der Grundwasserspiegel bei steilem Gefälle schräg zum Tal gerichtet, weiter talabwärts wurde das Gefälle vorübergehend flach, und die Fliessrichtung änderte sich südwärts, d. h. das Grundwasser schien dort nicht mehr zum Schmuérbach abzufliessen, sondern zu den unteren Quellengruppen (Bild 3).

Die Ganglinien der wenigen Pegel wiesen einen parallelen Verlauf auf. Dies deutete auf einen kommunizierenden Grundwasserkörper hin. Die Kommunikation schien allerdings begrenzt zu sein, denn die Pegel reagierten auf Niederschläge in sehr ungleichem Masse – manche stiegen nach kräftigen Regenfällen um mehr als 20 m an, andere nur um wenige Dezimeter; schnelle Anstiege wurden als Anzeichen für ein geringes Kluftvolumen gedeutet. Die Existenz eines kommunizierenden Grundwasserkörpers wurde als vorteilhaft beurteilt: Falls sich mit dem Einstau örtlich grössere Durchsickerungen und/oder geringere Abminderungen des Auftriebsdruckes entwickeln würden, sollte es möglich sein, solche Zonen räumlich einzugrenzen, um sie gezielter abdichten zu können.

Zusammenfassende Beurteilung der hydrogeologischen Gegebenheiten

Gebirgsdurchlässigkeit der Sperrenstelle

Unter der Oberfläche existierte örtlich eine flache Auflockerungszone mit einer geringen bis mittleren Durchlässigkeit. Die Tiefe dieser Zone erschien meist geringer als 10 m, konnte aber örtlich bis zu 20 m hinabreichen. Darunter ist das Gebirge dicht: In den WD-Versuchen wurden entweder gar keine Wasseraufnahmen festgestellt oder nur solche sehr geringer Grössenordnung (<1 bis 2 LU). Beim Baugrubenaushub für die Staumauer wurden auf der rechten Talseite einige Quellen mit Schüttungsmengen von bis zu einigen Litern pro Sekunde angetroffen. Dies deutete darauf hin, dass in der Auflockerungszone gelegentlich auch grössere Wasserwegsamkeiten auftreten.

Hydrogeologische Einheiten, Vorflutverhältnisse

Der «Korallenkalk» unter dem linken Hang und der «Quintnerkalk» unter dem rechten zeigten unterschiedliche Pegelreaktionen: Beide Einheiten sind hydrogeologisch ungleich. Die flachere Neigung des Grundwasserspiegels auf dem linken Hang konnte bedeuten, dass der Korallenkalk im allgemeinen etwas durchlässiger ist als der Quintnerkalk, der seinerseits eine deutlichere Neigung zur Verkarstung hat.

Die unterschiedlichen Fliessrichtungen zeigten an, dass der rechte Hang auch zu den unteren Quellengruppen entwässert. Das die Dammschulter passierende Wasser fliesst in manchen Karstkanälen zu den unteren Quellengruppen und in anderen direkt zum Schmuérbach unterhalb der Mauer.

Verkarstung

Eigentliche Karsthohlräume wurden auch in der oberflächennahen Auflockerungszone nicht gefunden (Spülwasserverlust, Zutritt von artesischem Wasser, Durchfallen des Bohrgestänges, Antreffen von Residualböden, unzureichende Pumpenkapazität beim WD-Versuch, aussergewöhnlich hohe Verpressmengen). Andererseits waren die Existenz der Quellen, die Ergebnisse der Färbeversuche und die Anwesenheit lehmgefüllter Klüfte im Tunnelaufschluss dahin gehend zu interpretieren, dass eine schwache Verkarstung vorliegt, die sich auf sehr wenige und noch enge Karstkanäle beschränkt, während das Gebirge praktisch dicht ist. Die Lage der Quellen deutete darauf hin, dass sich die Verkarstung auf die rechte Talseite beschränkt, also auf den Quintnerkalk. Aus der Höhenlage des unteren Quellenniveaus, 1330 m ü. M., war zu folgern, dass auch im Sperrenbereich die Karstkanäle noch in dieser Tiefe vorkommen können.

Einfluss der Schlucht direkt unterhalb des Dammes auf die geohydrologische Situation

Bei Dichtungsschleiern entscheidet die natürliche Durchlässigkeitsverteilung zur Tiefe hin über seine Wirksamkeit. Kann er an einen in der Tiefe liegenden, deutlich dichteren Horizont angebunden werden, so reduziert der Schleier bei einer erreichbaren Abdichtung um 2 Potenzen die Durchsickerung von 100 auf 1 %. Fehlt der dichtere Horizont, so ist nur ein «hängender» Schleier möglich, der unten umströmt wird. In diesem Falle funktioniert der Schleier als Tauchwand. Da diese nur den Fliessweg verlängert, ist die Wirkung sehr viel geringer, schliesslich kann der Schleier nicht beliebig tief angelegt werden. Die Unterströmung kann damit bestenfalls auf 20 % reduziert werden. Ein hängender Schleier ist folglich sehr viel weniger wirksam und hat ein schlechteres Preis-Leistungs-Verhältnis.

Die Schlucht unweit der Staumauer mit Quellen zwischen 1404 und 1408 m ü. M. sowie die weiter talabwärts gelegenen Quellen – mit der tiefstgelegenen auf der Höhenkote 1330 m ü. M. – waren für das Behandlungskonzept selbstverständlich sehr wichtig. Es war zu vermuten, dass auch im Bereich der Staumauer noch entsprechend tiefe Karstkanäle existieren, und zwar nicht nur unter der Talsohle, sondern auch unter den Hängen, immer in zufälliger und vereinzelt auftretender Anordnung.

Nach der ursprünglichen Konzeption sollte der Dichtungsschleier im Talbereich bis zur Kote 1350 m ü. M. und unter den Hängen bis zur Kote 1405 m ü. M. hinabreichen. In Anbetracht der möglicherweise auch in grösseren Tiefen vorhandenen Karstkanäle würden jene, die sowohl unter

dem Tal als auch unter den Hängen unterhalb eines solchen Schleiers vorkommen, nicht abgedichtet werden.

4. Verpressfähigkeit

Man erhält eine brauchbare Information über die Verpressfähigkeit, wenn man die (echten) WD-Werte (Q_{WD}) und Verpressmengen (Z) miteinander vergleicht. Dies geschieht hier für die Serien A und K und für Ergebnisse des rechten Probeinjektionsfeldes (PIR). Die Daten sind in Bild 7 in drei Q_{WD}/Z-Diagrammen aufgetragen. In den Diagrammen sind alle der vier möglichen Kombinationen vertreten:

- Die Kombination «kleine WD-Werte und kleine Verpressmengen» (<5 LU bzw. <50 kg/m), die ein dichtes Gebirge anzeigt, überwiegt in allen drei Gruppen.
- Die Kombination «kleine bis mittlere WD-Werte und kleine Verpressmengen» (>5 LU bzw. <100 kg/m) besagt, dass sehr enge oder lehmgefüllte Klüfte angetroffen wurden, die zwar Wasser, aber kaum Zement aufnehmen können. Diese Kombination tritt in der A-Serie häufig auf, bei PIR ist sie selten, und in der K-Serie fehlt sie.
- Die Kombination «grössere WD-Werte und beachtliche Verpressmengen» (>5 LU bzw. >100 kg/m) kommt in allen drei Gruppen vor, allerdings mit sehr ungleichen Anteilen: A – 5 %; K – 3 %, PIR – 5,1 %. Sie wird durch Wasserwege verursacht, die ebenso durchlässig sind wie verpressfähig und verpresswürdig.
- Die Kombination «kleinere WD-Werte und beachtliche Verpressmengen» (<5 LU bzw. >100 kg/m) kommt ebenfalls in allen Gruppen vor, und zwar mit folgenden Anteilen: A – 9,3 %; K – 17,2 %; PIR – 9,4 %. Diese Fälle sind durch das Aufbrechen latenter Trennflächen während der Injektion entstanden, d.h. es wurde mit einem zu hohen Druck verpresst.

Aus diesen Vergleichen war zu folgern, dass das Gebirge neben der überwiegenden Anzahl der Verpressstrecken im dichten oder nicht verpressfähigen Gebirge einige verpressfähige Wasserwege aufwies; sie machten etwa 5% der Versuchs- bzw. Verpressstrecken aus. Weiter ergab sich, dass zu grosse Verpressdrücke vermieden werden sollten, weil diese das Aufbrechen latenter Trennflächen bewirken würden. Aufreissvorgänge ereigneten sich bereichsweise schon zwischen 5 und 10 bar, zumeist jedoch zwischen 10 und 15 bar.

5. Änderung des Konzeptes für die Behandlung des Untergrundes

Konsolidierungs- bzw. Kontaktinjektionen

Die Voraussetzungen für erfolgreiche Konsolidierungsinjektionen waren negativ bzw. es bestand für sie kein wirklicher Bedarf:

- In den Bohrungen wurde ein fester Gesteinsverband angetroffen, das Gefüge war nicht gelockert; sofern kleinstückige Bohrkerne vorlagen, waren sie durch Zerbohren entstanden.
- Der E-Modul wurde mit 2000 kN/cm² bestimmt. Die im Versuch ermittelte einaxiale Druckfestigkeit von 5 kN/cm² war für diesen E-Modul zwar zu niedrig, die Diskrepanz war jedoch geologisch erklärbar. Die aus der Mauer resultierende maximale Last von 1250 kN/m² würde nur unerhebliche Setzungen bewirken.
- Nach der Einschätzung der Verpressfähigkeit und dem zulässigen Verpressdruck war zu erwarten, dass unterhalb eines oberflächennahen Saumes die Verpressmengen sehr gering sein würden (Grössenordnung: wenige 10 kg/m). Mit derart kleinen Verpressmengen hätte man bei dem vorgesehenen Bohrlochabstand von 8 bzw. 4 m weder eine Verbesserung der Tragfähigkeit noch eine überlappende Abdichtung der oberen Zone erreichen können. Für eine signifikante Verbesserung wäre ein sehr viel engerer Bohrlochabstand erforderlich gewesen, nämlich <1,0 m. Dies hätte selbstverständlich einen sehr viel grösseren Aufwand erfordert.

Die ursprüngliche Festigkeit war also nicht verbesserungsbedürftig; ein positiver Effekt hätte mit den geringen Verpressmengen und dem grossen Bohrlochabstand auch nicht erreicht werden können. Auf die Ausführung der systematischen Konsolidierungsinjektionen wurde deshalb verzichtet. Sie wurden durch Kontaktinjektionen ersetzt. Diese sollten die Arbeitsfuge zwischen Fels und Beton und die oberste durch den Aushub gelockerte Felszone längs einer Linie abdichten, also vom Kontrollstollen her ausgeführt werden. Für die Kontaktinjektionen wurde folgendes Arbeitsschema vorgesehen:

- Einreihige Anordnung der Bohrungen.
- Stufenweises Bohren und Injizieren:
  Stufe 1 – Bohren durch Beton und Fuge bis 1 m in den Fels, Packer im Beton;
  Stufe 2a – Weiterbohren bis 3 m in den Fels, Packer im Fels bei 1m;
  Stufe 2b – Kontrollinjektion der 1. Stufe, Packer im Beton.
- Injizieren in bis zu 3 Serien (G-Serie – 2 m, H-Serie – 1 m, falls erforderlich, I-Serie – 0,5 m).
- Anwendung von bis zu 3 W/Z-Faktoren mit Feststoffanteilen von 0,43 bzw. 0,60 bzw. 1,01 kg/l und dazugehörigen Mengenbegrenzungen von 200 l bzw. 150 l bzw. unbegrenzter Restmenge bis zur Erreichung des maximalen Verpressdruckes, höchstens jedoch 1000 kg Feststoff je Meter.
- Die maximalen Verpressdrücke sollten wie folgt begrenzt werden:

Stufen 1 und 2 b)	Blöcke 7–14	8 bar
	Blöcke 4–6 bzw. 15 und 16:	6 bar
	Blöcke 1–3 und 17 und 18:	3 bar
Stufe 2 a)	Blöcke 7–14:	10 bar
	Blöcke 4–6 bzw. 15 und 16:	7 bar
	Blöcke 1–3 bzw. 17 und 18:	4 bar

Dichtungsschleier

Die Voraussetzungen für die Installierung eines Dichtungsschleiers waren ungünstig: Es galt das Modell «wenige und ihrer Lage nach unbekannte Wasserwege in einer dichten Grundmasse». Mit dem ursprünglich vorgesehenen Bohrlochabstand von 2 m wären die meisten der die Schleierfläche kreuzenden Wasserwege nicht erfasst worden und offengeblieben. Dies hätte bedeutet, dass, obwohl der allergrösste Teil der Bohrlochstrecken dichtes Gebirge durchörtert hätte, die Schleierfläche a) wegen der isoliert verlaufenden, nicht erfassten Wasserwege durchlässig geblieben und ausserdem b) in der Tiefe umströmt worden wäre. Die mögliche Wirkung eines solchen Dichtungsschleiers war negativ zu beurteilen.

Um die wenigen, aber auch noch in grösseren Tiefen und weit unter den Hängen auftretenden Wasserwege zu erreichen, wäre es erforderlich gewesen, einen sehr engen Bohrlochabstand zu wählen und die Schleierfläche erheblich zu vergrössern. Der Bohrlochabstand hätte mindestens 0,75 m betragen müssen, und örtlich wäre auch ein noch kleinerer Abstand – bis zu 0,5 m – erforderlich gewesen. Der Schleier hätte bis unter die Kote 1330 m ü. M. (unterster Quellenhorizont) hinabreichen und ausserdem

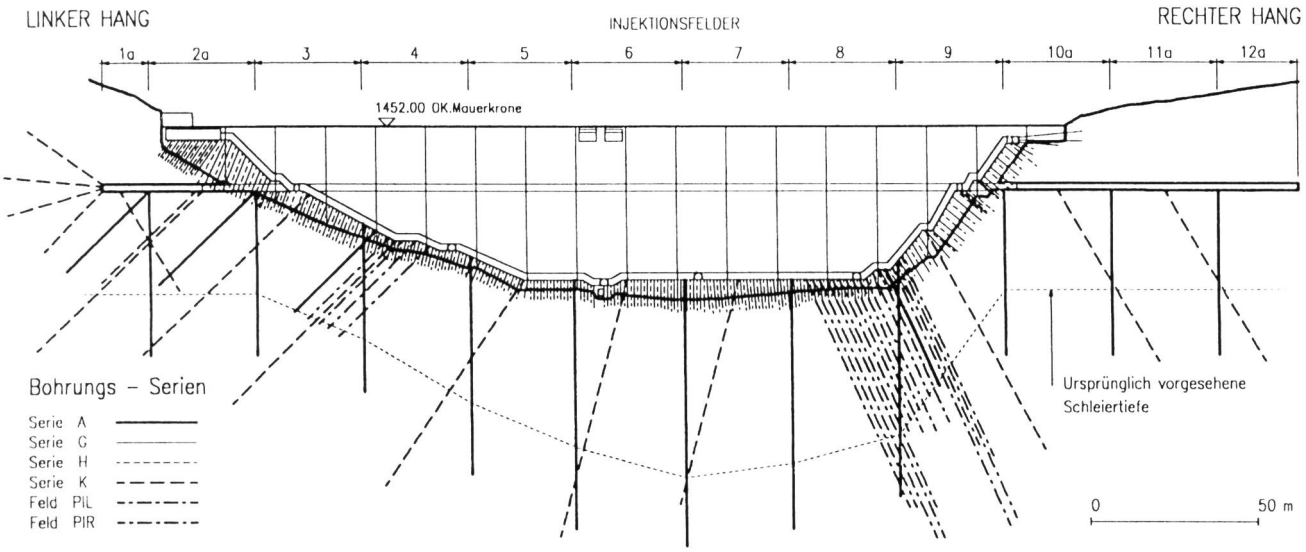


Bild 8. Lage, Verlauf und Tiefe der Bohrungen: Serien A und K (Erkundungs- und Kontrolluntersuchungen); Serien G, H und I (Kontaktinjektionen); linkes und rechtes und Probeinjektionsfelder.

durchgehend sehr viel weiter in die Hänge ausgedehnt werden müssen, vor allem auf der rechten Seite.

Daraus ergaben sich zwei Alternativen:

- Wollte man sich für eine schematische Abdichtung mittels Dichtungsschleier entscheiden, so mussten ein sehr viel engerer Bohrlochabstand und eine sehr viel grössere Schleierfläche vorgesehen werden. Dies hätte eine Vervielfachung des Aufwandes bedeutet. Der Aufwand hätte in einem krassen Missverhältnis zu der sehr geringen Anzahl von tatsächlich abdichtbaren Karstkanälen gestanden, denn nur ein sehr kleiner Teil der Verpressabschnitte hätte tatsächlich nennenswerte Verpressmengen aufgenommen, während der allergrösste Teil unverpressbar gewesen wäre.
- In Anbetracht dieses Missverhältnisses war zu erwägen, zunächst auf die schematische Abdichtung zu verzichten und das Ergebnis des Einstaues abzuwarten. Sollten sich dabei durchlässige Zonen, die grössere Verluste verursachen, zu erkennen geben, müssten sie gezielt behandelt werden; auf das schematische Abbohren der gesamten Schleierfläche könnte verzichtet werden. Diese Alternative versprach den Vorteil, mit einem erheblich geringeren Aufwand auszukommen.

Nach Abwägung aller Aspekte wurde die zweite Alternative empfohlen und ausgeführt. Ausschlaggebend waren a) das Missverhältnis zwischen dem grossen Aufwand, den ein tieferer, ausgedehnterer und engerer Schleier bedeutet hätte, und der Erwartung, dass nur sehr wenige Wasserwege existieren, und b) der Umstand, dass die wenigen Wasserwege keine grosse hydraulische Bedeutung haben.

Zusätzliche Kontrolluntersuchungen

Um die Entscheidung, die Schleierinjektionen entfallen zu lassen, zusätzlich abzusichern, wurden weitere Kontrollbohrungen mit Durchlässigkeitsuntersuchungen vorgeschlagen. Die 32-m-Abstände zwischen den Bohrungen A1 bis A11 sollten halbiert werden. Für die weiteren Bohrungen wurden Schrägbohrungen vorgesehen, um auch die steilen Trennflächen zu schneiden. In diesen Kontrollbohrungen, als K-Serie bezeichnet, sollten gleichzeitig Probeinjektionen ausgeführt werden.

Probeinjektionen

Der das Projekt für die Behörde betreuende Talsperrenexperte (Prof. *Stuky*) hatte empfohlen, in der Mitte des linken Hanges Probeinjektionen auszuführen. Aus Sicherheitsgründen wurden für die Probeinjektionen zwei Felder vorgesehen: in der Mitte des linken Hanges und am Fuss des rechten Hanges.

Komponenten des Behandlungskonzeptes

Das geänderte Behandlungskonzept umfasste schliesslich folgende Komponenten:

- systematische Kontaktinjektionen,
- zusätzliche Kontrollbohrungen,
- in zwei Feldern angeordnete Probeinjektionen und
- systematische Dränagebohrungen.

Alle längs des Kontrollstollens schliesslich ausgeführten Bohrungen sind zur Übersicht und zum Vergleich mit der ursprünglich vorgesehenen Schleierfläche in Bild 8 dargestellt, allerdings ohne Ergebnisse. Zur Kontrolle des Durchsickerungsverhaltens wurden in der Mauer und ihrer Umgebung Piezometer eingerichtet bzw. ein Pegelnetz installiert (Bild 3).

6. Ergebnisse

Kontaktinjektionen

Die Kontaktinjektionen wurden grösstenteils in zwei Serien (G und H) ausgeführt, die dritte Serie (I) wurde nur abschnittsweise benötigt. Die Öffnungsweite und die Ausdehnung von Wasserwegen kann aus der Grösse der Verpressmenge und der Relation der Verpressmengen der aufeinanderfolgenden Serien abgeschätzt werden: Grossen Zementaufnahmen in der ersten Serie, die auf eine Öffnungsweite des Wasserweges von vielen Millimetern und auf eine weite Ausdehnung hindeuten, folgen in der zweiten Serie meistens sehr viel kleinere Mengen, d.h. die durchschnittlichen Verpressmengen nehmen von der ersten zur zweiten Serie deutlich bis stark ab. Diese Abnahme bestätigt, dass die Wasserwege schon mit der ersten Serie weitgehend abgedichtet werden konnten. Wenn dagegen in der ersten Serie die Aufnahmen klein sind, ist die Abnahme zur zweiten Serie in der Regel sehr viel geringer; in diesem Falle sind nur enge Wasserwege mit einer geringen Ausdehnung vorhanden. Diese Kombinationen und ihre Ursachen treffen für normale (geologische) Wasserwege ebenso zu wie für Kontaktfugen. Die Kontaktfuge entspricht einem Wasserweg mit beträchtlicher Weite und

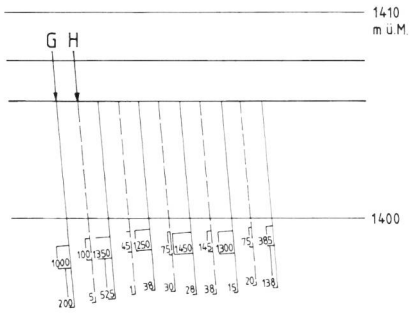


Bild 9. Ausschnitt aus den Kontaktinjektionen.

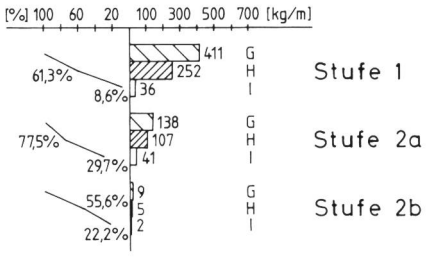


Bild 10. Statistische Auswertung aller Kontaktinjektionen: Mittelwerte.

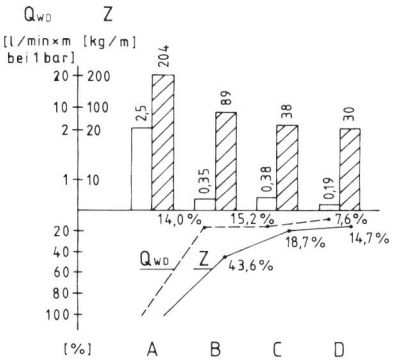


Bild 11. Rechtes Probeinjektionsfeld: Mittelwerte der Wasser- und Zementaufnahme in den aufeinanderfolgenden Serien.

Ausdehnung, dagegen sind in der oberflächennahen Auflockerungszone des Gebirges vorrangig enge Wasserwege mit kleiner Erstreckung verbreitet. Für die Verpressstufe 1 war deshalb die erste Kombination und für die Verpressstufe 2a die zweite Kombination zu erwarten. Dies hat sich bestätigt.

Die Ergebnisse der Kontaktinjektionen sind wie folgt dargestellt: Bild 8 zeigt die Bohrungen, Bild 9 zeigt beispielhaft die Einzelaufnahmen eines ca. 10 m langen Abschnittes aus der Talsohle, Bild 10 und Bild 12 die Ergebnisse der statistischen Auswertung (Mittelwerte bzw. Häufigkeitsverteilung). Die Ergebnisse werden wie folgt bewertet:

- Die relative und absolute Häufigkeitsverteilung zeigt für die Stufen 1 und 2 a eine deutliche Abnahme der Verpressmengen von der Serie G zur nachfolgenden Serie H an; damit wird auch die Verringerung der Durchlässigkeit bewiesen, d.h. die Massnahme war erfolgreich.
- In der Stufe 1 betrugen die absoluten Verpressmengen der Serien G, H und I (abschnittsweise) im Mittel 411 bzw. 252 bzw. 36 kg/m; dies entspricht einer Kontaktfuge mit beträchtlicher Weite und Ausdehnung; die Abnahme der Verpressmengen demonstriert die fortschreitende Abdichtung.
- In der Stufe 2a waren die Verpressmengen der Serien G, H und I und die serienweise Abnahme wesentlich kleiner: 138 bzw. 107 bzw. 41 kg/m. Dies zeigt, dass die Wasserwegsamkeit in der Auflockerungszone vor allem an örtlich begrenzte und noch relativ enge Klüfte gebunden war. Auch in diesem Saum konnte eine weitgehende Abdichtung erreicht werden.
- In der Stufe 2b, bei der es sich um eine kontrollierende Wiederholungsverpressung der Stufe 1 handelt, wurden im wesentlichen nur noch die Bohrlöcher wieder verfüllt (< 10 kg/m), die erfolgreiche Abdichtung der Kontaktfuge wurde damit bestätigt.

Zusätzliche Kontrolluntersuchungen

Die Bohrungen der K-Serie sind bis zu 80 m tief und verlaufen in der Injektionsebene. Sie sind jeweils hangeinwärts und unter der Talsohle zur linken Hangseite hin geneigt. Die Mittelwerte für die Wasseraufnahmen der K-Serie sind, gemeinsam mit denen der A-Serie, in Tabelle 2 aufgelistet und, zusammen mit den injizierten Zementmengen, in Bild 4a dargestellt, Bild 4b zeigt, ebenfalls für beide Serien, die relative und absolute Häufigkeitsverteilung. Die Ergebnisse der 9 Kontrollbohrungen werden wie folgt zusammengefasst:

- Die WD-Versuche ergaben eine mittlere Wasseraufnahme von 0,9 LU, mit Extremwerten bei 0 bzw. 9,8 LU; die Injektionen erzielten eine mittlere Zementaufnahme von 65 kg/m. Diese Werte charakterisieren ein dichtes Gebirge mit nur wenigen örtlichen Zonen geringer Durchlässigkeit.
- Die Mittelwerte haben sich von der A- zur K-Serie anscheinend verändert: WD-Werte von 4,8 auf 0,9 LU, die Zementaufnahmen von 56 auf 65 kg/m. Diese Änderungen sind noch unerheblich, denn beide Werte liegen innerhalb der gleichen Grössenordnung; sie dürfen nicht im Sinne einer tatsächlichen Durchlässigkeitsänderung interpretiert werden.

Insgesamt bestätigten diese Kontrollbohrungen das Bild von einem zumeist undurchlässigen Kalkstein mit nur wenigen, noch schwach entwickelten verkarstungsbedingten Wasserwegen, die auch in tieferen Zonen auftreten können. Die Kontrollbohrungen bestätigten die Aufreissanfälligkeit des Kalksteines: Je nach Ausstattung der Trennflächen erfolgt sie bei unterschiedlichen Drücken, in einigen Fällen schon zwischen 5 und 10 bar.

Probeinjektionen

Linker Hang

Für das Testfeld auf dem linken Hang (Bild 8) waren zunächst neun 45° hangeinwärts geneigte Injektionsbohrungen mit einem Abstand von 2 m vorgesehen; wegen des günstigen Ergebnisses wurden dann nur fünf ausgeführt. Der Abschnitt war ausgewählt worden, weil man dort mit den WD-Versuchen der A-Serie ungünstige Werte ermittelt hatte (zwischen 7 und 22 LU). Sie hatten sich bereits bei der erneuten Auswertung als falsch herausgestellt, so dass eine sehr viel kleinere Durchlässigkeit erwartet werden durfte. Das Ergebnis der Probeinjektion hat dies bestätigt.

Die Versuche ergaben niedrige WD-Werte und die Probeinjektionen geringe Verpressmengen. Die mittlere Aufnahmemenge betrug 1,0 LU, der grösste WD-Wert betrug 19 LU. Dem entsprechen die Verpressmengen: Die mittlere Zementaufnahme lag bei 6 kg/m, die Extremwerte betrugen 10 kg/m bzw. im Minimum 0 kg/m.

Rechter Hang

Unter dem rechten Hangfuss war das Auftreten von Karstkanälen besonders wahrscheinlich. Deshalb wurde dieser Bereich für das rechte Probeinjektionsfeld ausgesucht (Bild 8). Dies erwies sich als richtig: Während der Bohrarbeiten gab es einige Male Wasserverluste oder Wasserzutritte, ausserdem wurden Verbindungen mit benachbarten Bohrungen beobachtet. Für die Lokalisierung und Abdichtung der Wasserwege wurden 17 statt 9 Bohrungen benötigt. Einige Bohrungen wurden tiefer abgeteuft als zunächst beabsichtigt, denn die wasserwegsamen Bereiche wurden – wie erwartet – auch unterhalb der ursprünglich vorgesehenen Endteufe angetroffen. Bild 11 zeigt für die vier aufeinanderfolgenden Serien die mittleren Wasser- und Ze-

mentaufnahmen, Bild 13 zeigt für einige Bohrungen die Einzelwerte.

WD-Werte

Die mittleren WD-Werte lagen in der A-Serie bei 2,5 LU, in der B-Serie bei 0,38, in der C-Serie bei 0,35 LU und in der D-Serie und 0,19 LU. Zu den WD-Werten ist anzumerken:

- Grosse Einzelaufnahmen lagen bei 30 bis 40 LU (Maximum 42 LU). Diese Mengen entsprechen noch keinen wirklichen Karstkanälen, denn solche verursachen sehr viel grössere WD-Werte oder gar totale Spülwasserverluste, und meistens kommt es beim WD-Versuch mangels ausreichender Pumpenkapazität überhaupt nicht zu einem Druckaufbau. Wasseraufnahmen der obigen Grössenordnung werden durch kleine bis mittelgrosse Wasserwege (mm bis wenige cm) verursacht, wie sie für Karstgebirge mit einem sehr geringen Verkarstungsgrad bzw. frühen Reifestadium typisch sind.
- Die kleinen Werte der B-, C- und D-Serie erwecken den Eindruck, es wäre möglich, die Durchlässigkeit mittels Zementinjektionen auf eine so geringe Restdurchlässigkeit zu reduzieren. Dies widerspräche der Erfahrung, nach der Gebirgsdurchlässigkeiten in der Grössenordnung von wenigen Lugeon mit den üblichen Suspensionen nicht mehr weiter abgedichtet werden können. Die Erklärung liegt darin, dass die hier sehr niedrigen Werte durch die Mittelwertbildung zustande kommen, was einen falschen Eindruck weckt. Tatsächlich hatten die meisten Verpressstrecken schon in der ersten Serie überhaupt keine Aufnahmen zu verzeichnen; infolge der fortschreitenden Abdichtung vergrösserte sich in den späteren Serien die Zahl solcher Verpressstrecken.

Zementaufnahmen

Die mittleren Zementaufnahmen verringerten sich von 204 kg/m in der A-Serie über 89 kg/m und 38 kg/m (B- bzw. C-Serie) bis auf 30 kg/m (= 14,7 %) in der D-Serie. Die grössten Verpressmengen hatten die Grössenordnung von vielen 100 kg/m, als Maximum wurden 940 kg/m registriert. Diese Mengen sind gering im Vergleich zu Verpressmengen, wie sie aus Kalksteingebirgen mit einer fortgeschrittenen Verkarstung bekannt sind; dort werden Aufnahmen von vielen Tonnen pro Meter erreicht, und oft ist es unmöglich, überhaupt eine vollständige Verfüllung zustande

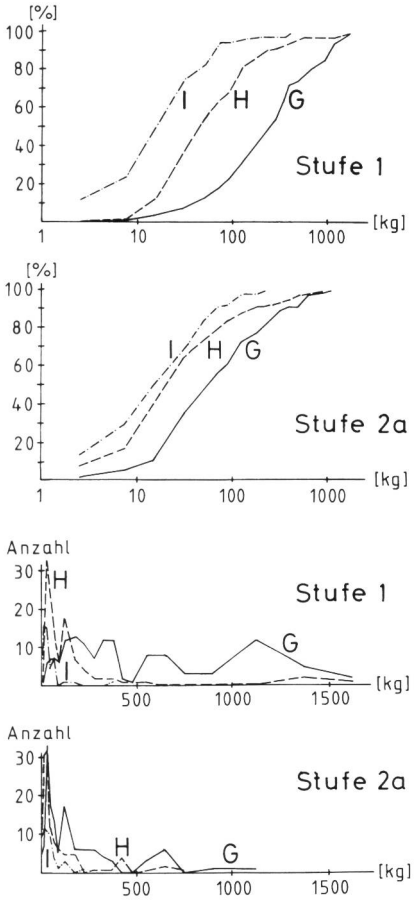


Bild 12. Statistische Auswertung aller Kontaktinjektionen: Häufigkeitsverteilungen.

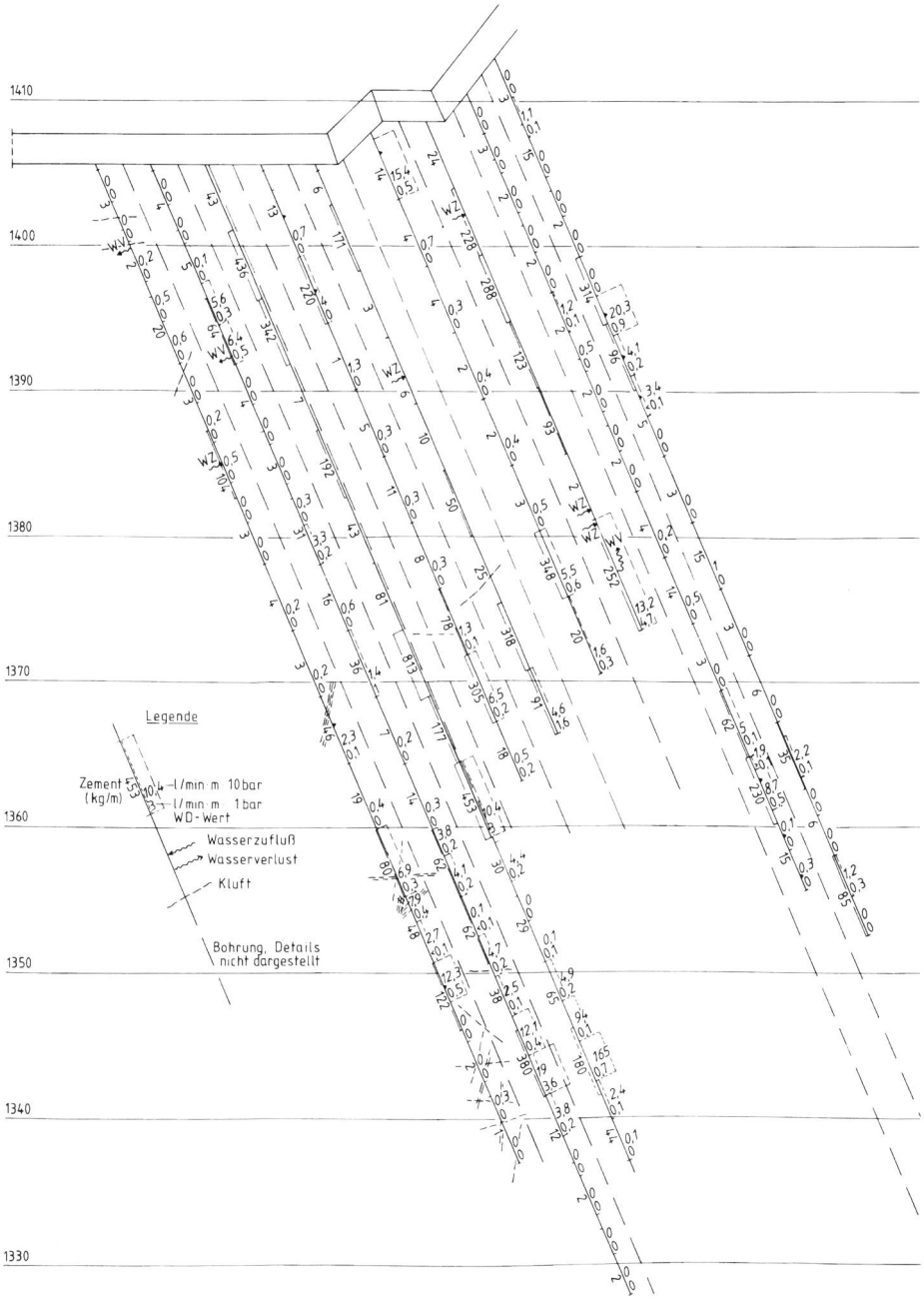
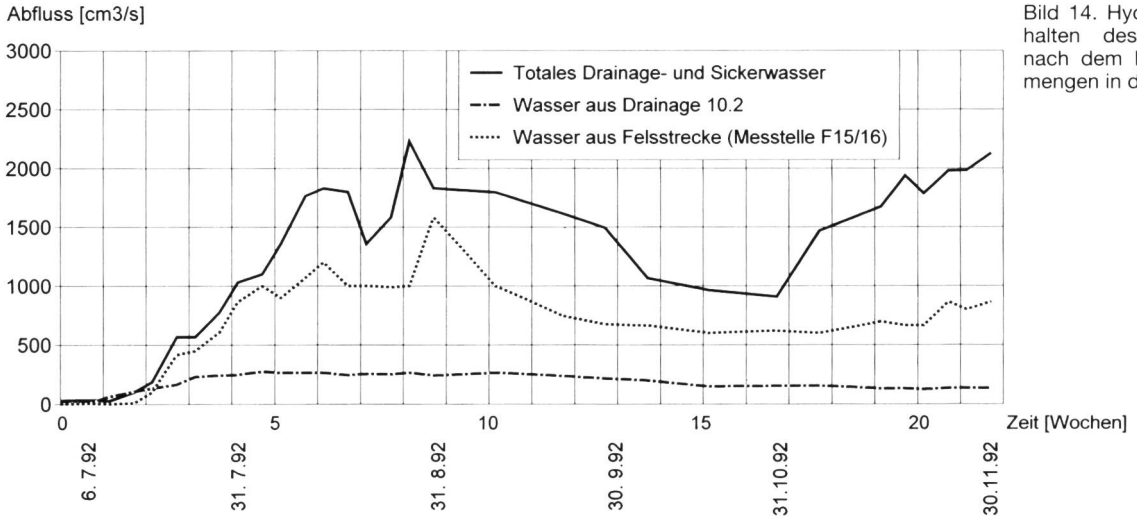


Bild 13, rechts. Rechtes Probeinjektionsfeld: Einzelwerte einiger Bohrungen.



6.7.92 : Aufstaubeginn
27.7.92 : Drainagen geöffnet

Bild 14. Hydraulisches Verhalten des Untergrundes nach dem Einstau: Sickermengen in der Staumauer.

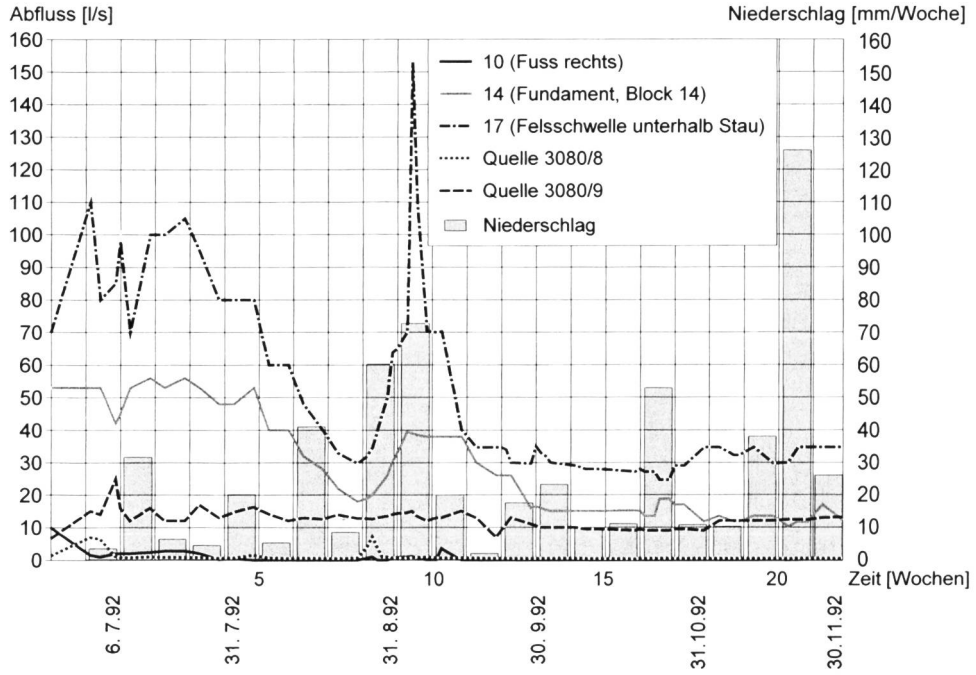


Bild 15. Hydraulisches Verhalten des Untergrundes nach dem Einstau: Abflüsse und Quellenschüttungen.

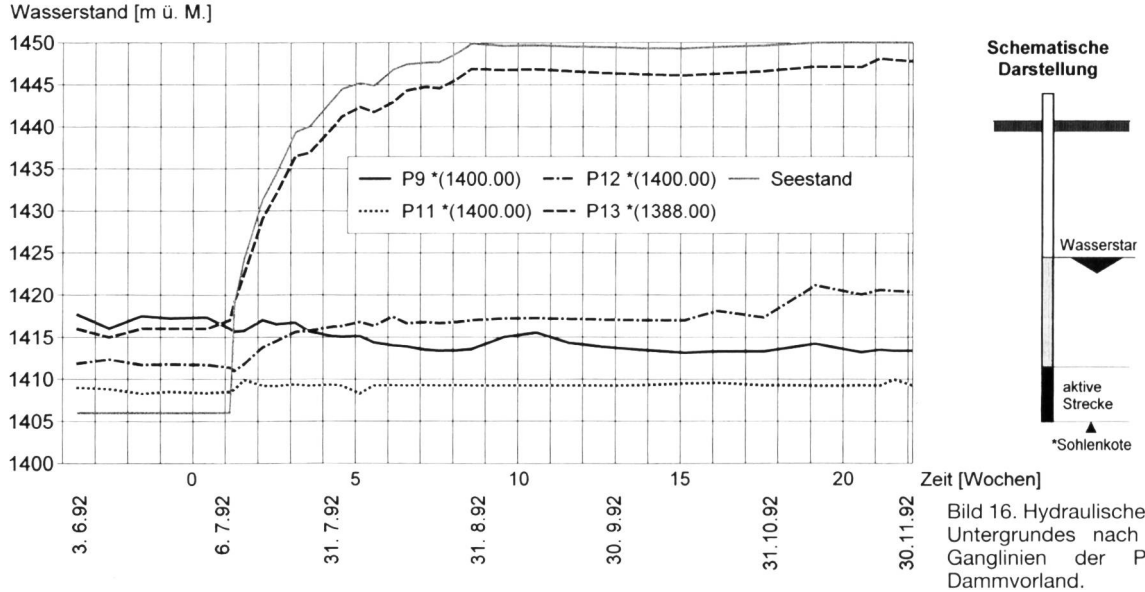


Bild 16. Hydraulisches Verhalten des Untergrundes nach dem Einstau: Ganglinien der Piezometer im Dammvorland.

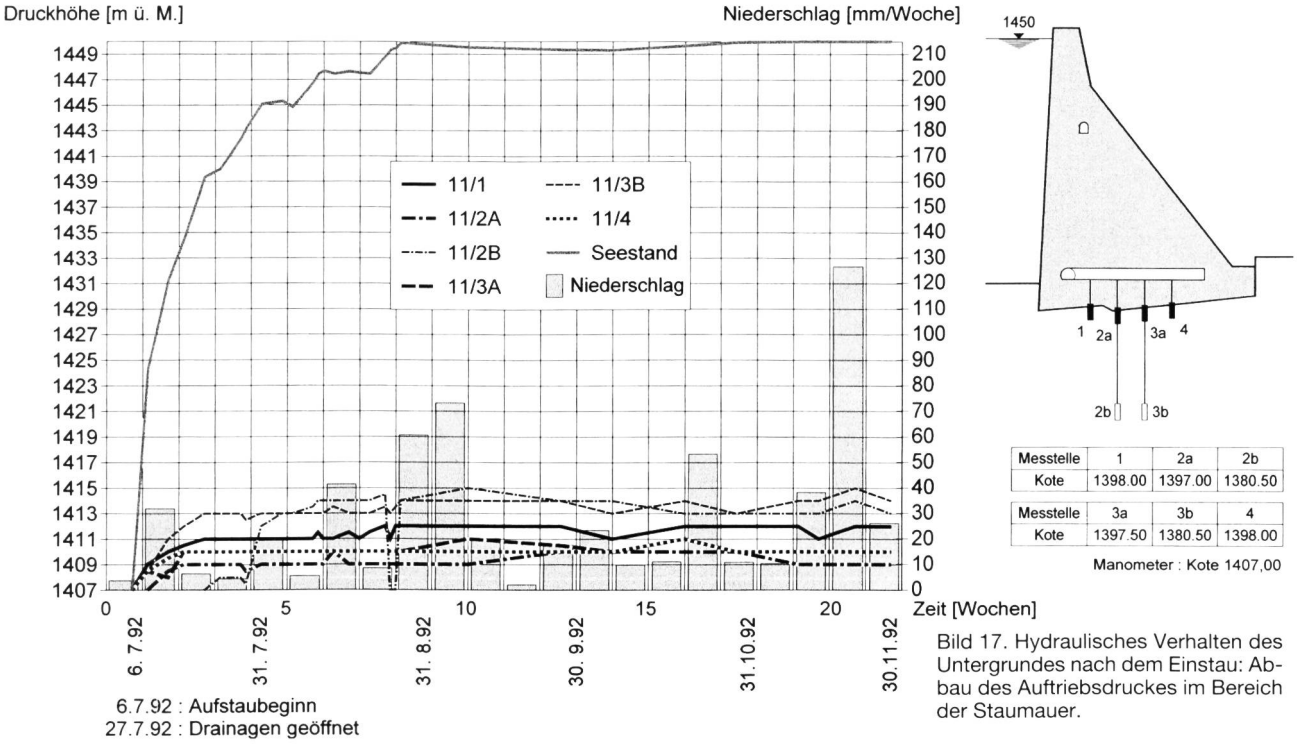


Bild 17. Hydraulisches Verhalten des Untergrundes nach dem Einstau: Abbau des Auftriebsdruckes im Bereich der Staumauer.

zu bringen. Selbst wenn man annimmt, die grösste Gesamtmenge eines 5 m langen Verpressabschnittes, also 4700 kg, wäre von nur einem Wasserweg aufgenommen worden, so hätte dies nur für die Verfüllung eines Karsthohlraumes kleiner oder mittlerer Ausdehnung ausgereicht – die Verfüllung wirklich grosser Hohlräume erfordert wesentlich grössere Mengen. Im Bereich dieses Probeinjektionsfeldes gab es eine gewisse verkarstungsbedingte Wasserwegsamkeit, die noch nicht die Grössenordnung eines stärker verkarsteten Kalksteines erreicht hatte; die vorhandene Wasserwegsamkeit konnte in einem ausreichenden Masse verringert werden.

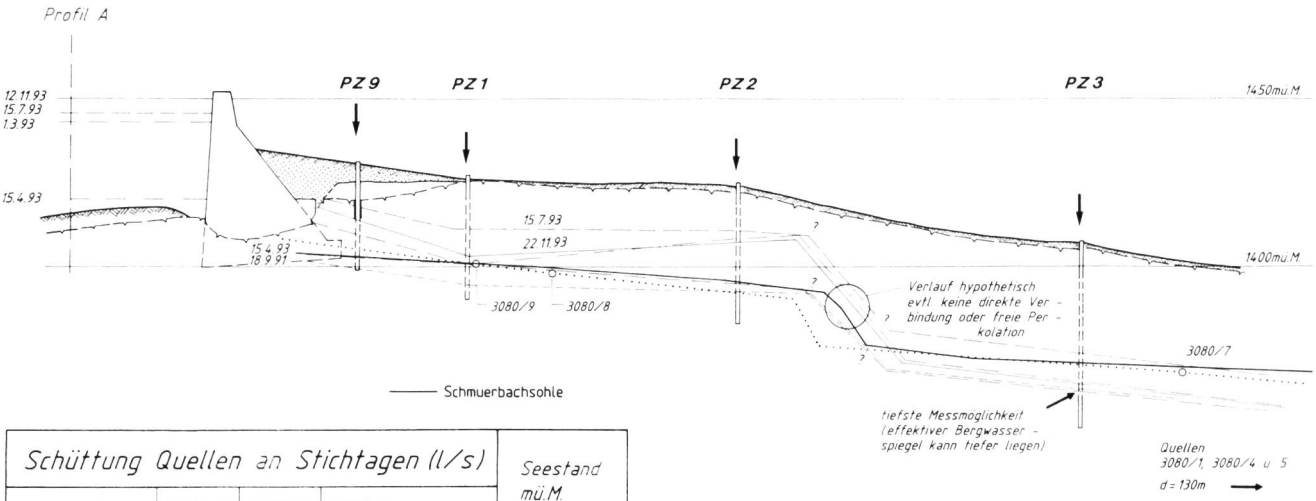
7. Hydraulisches Verhalten des Untergrundes

Das hydraulische Verhalten des Untergrundes wird innerhalb der Mauer mit Piezometern und Dränagebohrungen kontrolliert, ausserhalb des Dammes werden im Vorland und auf dem rechten Hang 12 Pegel betrieben (Bild 3); ausserdem werden die Sickermengen in der Mauer, die Abflüsse im Schmuérbach und die Quellenschüttungen gemessen. Die wichtigsten Ergebnisse sind:

- Das in der Mauer anfallende Dränage- und Sickerwasser betrug bei Vollstau anfangs 2,2 l/s und verringerte sich nach 2 Monaten auf 1,6 l/s. Etwa die Hälfte kommt aus den seitlichen, die Hänge entwässernden Stollen, dieser Teil korreliert mit den Niederschlägen. Der Anteil an echtem Seewasser an der gesamten Sickerwassermenge schwankt in Abhängigkeit von den Niederschlägen und dürfte grösstenfalls 60 % erreichen; bei Vollstau werden die Sickerverluste aus dem See etwa 1 l/s betragen (Bild 14).
- Die Quellen reagierten auf den Aufstau und liessen auch später keine Beziehung zum Stausee erkennen; sie sind ausschliesslich niederschlagsabhängig (Bild 15).
- Die Grundwassergleichen für die Zeit nach dem Aufstau haben sich nicht grundsätzlich verändert; zum Zeitpunkt der Messungen (Ende September 1992) lag der Grundwasserspiegel wegen kräftiger Niederschläge im allgemeinen ca. 5 m höher (Bild 3).
- Die Grundwasserganglinien und die Niederschlagsabhängigkeit der Quellenschüttungen deuten darauf hin, dass der Aufstau den früheren Grundwasserzufluss zum jetzt eingestauten Talabschnitt zur Unterwasserseite hin umleitet. Dies findet immer statt, wenn der Wasserspiegel des Stausees über dem ursprünglichen Grundwasserspiegel liegt [1]. Der verstärkte Grundwasserzufluss aus dem rechten Hang verstärkt ebenfalls den Niederschlagseinfluss auf die Höhe des Grundwasserspiegels und die Quellenschüttungen; der ohnehin geringe Einfluss des Stausees wird völlig überlagert und ist kaum erkennbar.
- Die Ganglinien der Piezometer im Dammvorland lassen den dominierenden Einfluss der Niederschlagsereignisse deutlich erkennen, während der Stausee nur schwache Reaktionen bewirkt (Bild 16).
- Die Ganglinien der Piezometer im Bereich der Staumauer zeigen, dass der Abbau des Auftriebsdruckes, bei örtlichen Unterschieden, grösser ist als erwartet; die Probeinjektionsfelder wirken sich erwartungsgemäss weder positiv noch negativ aus (Bild 17). Der Abbau des Auftriebsdruckes zwischen dem See und dem rechten Hang ist quer zur Dammschulter ebenfalls grösser als erwartet. Unter dem rechten Hang, an dessen Fuss die Quellen liegen, erfolgt dann bis zu den untersten Quellen ein linearer Abbau, wobei das Gefälle in Abhängigkeit vom Relief abschnittsweise wechselt (Bild 18). Das hydraulische Verhalten der Staumauer und ihrer Umgebung ist also sehr zufriedenstellend.

8. Folgerungen

Die Abdichtung von verkarstetem Kalkstein mittels Injektionen ist grundsätzlich problematisch: Ist die Verkarstung fortgeschritten, existieren in der Regel grosse Hohlräume, die nicht oder nur mit einem sehr grossen Aufwand verfüllt werden können. Bei beginnender, geringer Verkarstung treten Wasserwege dagegen nur selten auf und sind noch eng. Man benötigt einen sehr kleinem Bohrlochabstand, also viele «unproduktive» Bohrmeter, um die wenigen Karstkanäle zu finden; nur der kleinste Teil der Verpress-



Schüttung Quellen an Stichtagen (l/s)				Seestand mü.M.
Datum/Quelle	3080/1	3080/8	3080/9	
18.9.91*	0	-	-	1406.00
12.11.92	0	0,36	12,0	1450.09
1.3.93	0	0	1,0	1443.18
15.4.93	0	0	0	1420.51
15.7.93	70,3	12,0	18,0	1445.84

Bild 18. Hydraulisches Verhalten des Untergrundes nach dem Einstau: Abbau des Auftriebsdruckes auf der Luftseite der Staumauer unter dem rechten Hang.

strecken wird fündig und kann verpresst werden. Je geringer die Verkarstung, desto grösser der Anteil an «tauben» Bohrmetern; Injektionsprogramme in schwach verkarstetem Gestein sind folglich sehr unwirtschaftlich.

Gelingt die Abdichtung der Karstkanäle, so wird die Verkarstung rückgängig gemacht; die sehr geringe Durchlässigkeit, die von feinsten Haarrissen, über die mancher Kalkstein verfügt und die nicht verpressbar sind, verursacht wird, bleibt erhalten. Der Auftriebsdruck wird trotz der Abdichtung der Karstkanäle wegen der Haarrisse linear abgebaut, was in diesem Falle nicht gegen die Notwendigkeit und den Erfolg der Injektion spricht [2, 3].

Da schon wenige kleine Karstkanäle beachtliche Sickerverluste bewirken können, neigt man trotz der Unwirtschaftlichkeit dazu – oder ist sogar dazu gezwungen –, einen Untergrund auch dann schematisch abzudichten, wenn er nur noch schwach verkarstet ist bzw. nur wenige Karstkanäle enthält. Dies ist wegen allfälliger Sicherheitsbesorgnisse verständlich. Die Besorgnisse sollten aber auch nicht so weit gehen, dass man selbst dann den Untergrund mit einem engen Abstand systematisch abbohrt, wenn es keine Hinweise auf die Existenz von verpressbedürftigen Karstkanälen gibt. Dabei spielt es leider nicht selten eine kostensteigernde Rolle, dass es leichter ist, «besorgt» zu sein und deshalb zu einem aufwendigen Programm zu raten, als eine gründliche und kompetente hydrogeologische Untersuchung durchzuführen, um abzuschätzen, ob abdichtungsbedürftige Wasserwege auftreten *und* auch eine ungünstige Richtung haben. Der Verzicht auf solche Untersuchungen und eine eher schematische Vorgehensweise haben schon oft dazu geführt, dass mehrere zehntausend (und mehr) Bohrmeter abgebohrt wurden, ohne dass wirksame Zementmengen verpresst werden konnten. «Wirksam» sind injizierte Zementmengen, die nicht durch Gebirgsaufreissen provoziert worden sind, sondern natürliche Hohlräume abdichten – es sei denn, die aufgerissenen und danach injizierten Fugen verlaufen zufällig in der Schleierebene.

In Anbetracht der Unwirtschaftlichkeit einer schematischen Vorgehensweise bei nur schwach verkarstetem Kalkstein gilt es auch zu bedenken, dass es mit abnehmender Zahl der Wasserwege selbst mit einem sehr engen Bohrlochabstand immer unwahrscheinlicher wird, einige der wenigen Wege zu treffen. Und dies kann zu dem Paradoxon führen, dass der Aufwand immer nutzloser wird, je grösser er sein müsste. Es ist folglich besonders bei einer geringen Verkarstung wichtig, alle hydrogeologischen Rahmenbedingungen einschliesslich der Wasserwegsamkeit im Detail sehr sorgfältig zu erkunden. Man gewinnt damit die Chance, durchlässige Bereiche zu lokaliseren und diese gezielt abzudichten.

Bei der Konzipierung der Untergrundbehandlung an der Panix-Staumauer waren weniger die WD-Werte ausschlaggebend, sondern vor allem die hydrogeologischen Gegebenheiten. Ihre Berücksichtigung hat sich bewährt, denn es wurde trotz des – wenn auch schwach – verkarsteten Untergrundes ein sehr günstiges Einstauergebnis erzielt. Sollte, wie im Falle Panix, die Prüfung ergeben, dass nur wenige Wasserwege vorkommen, diese eine geringe Weite und ausserdem eine günstige Richtung haben, dann ist es zweckmässig, den Untergrund nicht gleich schematisch zu behandeln, sondern erst einen Probestau durchzuführen. Diese Vorgehensweise ist wirtschaftlich, denn sie erspart das systematische Abbohren dichter Felsstrecken.

Ausser den karstspezifischen Besonderheiten sind auch im Hinblick auf die allgemeingültigen Aspekte einige Folgerungen angebracht: Bei der Konzipierung einer Injektionsmassnahme zur Abdichtung eines Dammuntergrundes entscheidet man sich auf der Grundlage des *Lugeon*-Kriteriums für das Verpressen oft recht schnell und unkritisch, um dann die Auswahl der technologischen Parameter (Bohrlochabstand, Verpressdruck, *W/Z*-Faktor usw.) in den Vordergrund zu stellen. Sie sind zweifelsohne wichtig, noch wichtiger sollte am Anfang jedoch die Frage sein, ob denn überhaupt eine Abdichtung benötigt wird. Viele Beispiele aus jüngerer Zeit beweisen, dass das jahrzehntelang aus-

schlaggebende *Lugeon*-Kriterium als zuverlässige Beurteilungsgrundlage nicht ausreicht und zu überdimensionierten, ja unnötigen Massnahmen führen kann. Dieses Kriterium muss folglich als überholt angesehen werden [1, 4, 5]. Bei der Entscheidung für oder gegen ein Injektionsprogramm sollten nicht mehr nur die Ergebnisse von WD-Versuchen zugrundegelegt werden, sondern auch alle anderen hydrogeologisch relevanten Gegebenheiten. Es kommt schliesslich auf die Durchlässigkeit des gesamten durchsickerten Gebirgsabschnittes zwischen Wasser- und Luftseite an – und nicht auf die Durchlässigkeit in der Umgebung des Bohrloches. Ein ähnlich wichtiger Stellenwert kommt ausserdem der Verpressfähigkeit eines Gebirges zu – durchlässige Gebirge sind durchaus nicht immer verpressbar.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. *Friedrich-Karl Ewert,* Universität – GH – Paderborn, Abt. Höxter, An der Wilhelmshöhe 44, D-37671 Höxter.

Danksagung
Mittlerweile wurden bereits mehrere Projekte durchgeführt, bei denen auf eine Untergrundabdichtung verzichtet werden konnte und entsprechende Einsparungen möglich wurden, nachdem mit einer Analyse der hydrogeologischen Rahmen- und Detailbedingungen und der Verpressfähigkeit die Berechtigung einer solchen Vorgehensweise nachgewiesen werden konnte. Soweit bekannt, wurde im Kalkstein wegen der Karst-Problematik ein solches Konzept noch nicht realisiert. Den Nordostschweizerischen Kraftwerken (NOK), der für das Projekt zuständigen Aufsichtsbehörde und Prof. *Stuky* als ihrem Experten dankt der Autor für ihre Bereitschaft, auch unter den anscheinend ungünstigen geologischen Voraussetzungen ein angepasstes Behandlunsgkonzept zu realisieren.

Literatur

[1] *Ewert, F.-K.* (1985): Rock Grouting, with Emphasis on Dam Sites. 428 p., 225 Bilder, 20 Tab., Springer-Verlag Berlin/Heidelberg/New York/Tokyo.
[2] *Ewert, F.-K.* (1986): The hydraulic situation of the subsoil at the Pueblo Viejo Dam (Guatemala). Proc. 5th Int. IAEG Congress, p. 1245–1257, 8 Figs., A. A. Balkema, Rotterdam/Boston 1986.
[3] *Ewert, F.-K.* (1987): Die hydraulische Wirkung der Untergrundabdichtung des Staudammes Pueblo Viejo/Guatemala. Die Wasserwirtschaft *77,* H. 6, p. 325–329, 7 Bilder.
[4] *Ewert, F.-K.* (1992): The individual groutability of rocks. Water Power & Dam Construction, Ja. 1992, p. 23–30, London.
[5] *Ewert, F.-K.* (1992): Evaluation and interpretation of water pressure tests. P. 141–162, 9 Figs., Proc. Conf. Institution of Civil Engineers «Grouting in the Ground», Thomas Telford, London.
[6] *Houlsby, A. C.,* (1976): Routine interpretation of the Lugeon Water Test., Q. J. Eng. Geol. 9.
[7] *Heitfeld, K.-H.* (1991): Talsperren. 468 S., 354 Bilder, 37 Tab., Gebr. Borntraeger, Berlin/Stuttgart.

Grundablass Panix

Strömungsmessungen zur Betriebssicherheit

Peter Volkart, Jürg Speerli, Michael Benesch

Grundablässe werden unterstrom der Regulierschütze unter Teilfüllung durchströmt. Infolge Einschnürung und Umlenkung versprüht der Abfluss unmittelbar nach der Schütze. Dies und die meist hohen Fliessgeschwindigkeiten führen zum Eintrag von Luft ins Wasser; diese kann sowohl vom Stollenende her als auch durch eine eigentliche Belüftungsleitung ersetzt werden.

Eine ausreichende Querschnittsfläche, die nicht durch das Wasser-Luft-Gemisch belegt wird, ist deshalb notwendig. Doch wie gross muss diese sein ?

Diesen und anderen für Sicherheit und Betrieb wesentlichen Fragen wurde anlässlich einer ausgedehnten Naturmesskampagne an der Sperre Panix nachgegangen. Einige überraschende, leicht vorsichtig stimmende Ergebnisse sind die Ausbeute dieser bereits vor dem Bau der Staumauer in die Wege geleiteten Aktion.

Der Grundablass-Stollen als grosse Unbekannte?

Der Grundablass einer Talsperre ist das tiefstgelegene Regulier-, Präventions- und Notorgan eines Stauraumes. Als Regulierorgan bei kleinsten Öffnungen der Verschlüsse kann er etwa für Dotier- und Restwasser genutzt werden. Präventiv wird er zur Schaffung eines Rückhalteraumes bei Hochwassergefahr, für die periodische Ausspülung eines sedimentierten Verlandungskörpers oder zur Teilabsenkung bei Inspektionen der Sperre und Unterhaltsarbeiten teilweise geöffnet. Als eigentliches Notorgan unter Vollöffnung käme er im Falle einer schnellstmöglichen Absenkung des Stausees, etwa bei drohender Zerstörungsgefahr der Sperre, zum Einsatz. Dies wäre zugleich der Extremfall mit dem stärksten Angriff auf das untenliegende Gerinne.

Im Idealfall sollte ein Grundablass demnach jederzeit voll betriebstauglich sein; anderseits wird eine Inbetriebnahme nach Möglichkeit vermieden, um jeglichen Verlust an Nutzwasser zu unterbinden.

Die jährlichen Tests der elektromechanischen Anlagen an Talsperren werden – wenn überhaupt – bei kleinen Durchflüssen in den Grundablässen durchgeführt; das Strömungsverhalten bei hoher Beaufschlagung wird praktisch nie getestet.

Den Fragen nach vibrationskritischen Schützenstellungen unter Teilöffnung oder nach dem maximalen Lufteintrag in die Strömung wird in der Planung nachgegangen, an der ausgeführten Anlage meidet man dann aber kritische Lastfälle. Deshalb ist die Höchstkapazität eines Grundablasses im realen Betrieb nicht genau bekannt.

Diese Problematik der kritischen Strömungszustände wird nun zunehmend wieder aktuell – sei es im Rahmen eines modernen, vernetzten Sicherheitsdenkens, sei es im Zuge einer Produktionsanhebung, etwa durch Erhöhen von bestehenden Talsperren. Es ist auch erst die heutige Entwicklung in der experimentellen Fluiddynamik, insbesondere auch auf dem Gebiete der Zweiphasenströmung, die den Zugang zur notwendigen dreidimensionalen Betrachtensweise innerhalb der unterschiedlichen Fliessabschnitte eines Grundablasses überhaupt möglich macht.

In diesem Zusammenhang sind vor allem diejenigen Grundablässe von Interesse, die unterstrom der Verschlussschützen keinen unmittelbaren Strömungsaustritt ins Freie, sondern einen längeren, geschlossenen Stollen aufweisen. Diese Bauform nennen wir *Grundablass-Stollen.*